

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Article, Published Version

Grimm, Christian; Bachmann, Daniel; Schüttrumpf, Holger Versagen und Zuverlässigkeitsanalyse von Küstenschutzbauwerken

Zur Verfügung gestellt in Kooperation mit/Provided in Cooperation with:
Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI)

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/107011>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Grimm, Christian; Bachmann, Daniel; Schüttrumpf, Holger (2017): Versagen und Zuverlässigkeitsanalyse von Küstenschutzbauwerken. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 45-72.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Versagen und Zuverlässigkeitsanalyse von Küstenschutzbauwerken

Christian Grimm, Daniel Bachmann und Holger Schüttrumpf

Zusammenfassung

Für den Sturmflutschutz an Nord- und Ostseeküste werden in Abhängigkeit des Standorts unterschiedliche Bauwerkstypen eingesetzt. Neben den Seedeichen stellen Hochwasserschutzwände und -mauern sowie Hochwasserschutzdünen die wesentlichen Elemente des Sturmflutschutzes dar. Unterbrochen werden diese Anlagen durch punktuelle Bauwerke wie Deichscharte und -stöpen, Siele, Seeschleusen und Sperrwerke. Oft bilden insbesondere die Deiche in Kombination mit anderen Küstenschutzelementen wie Deichvorland, Sommerdeichen, Küstenschutzwald oder einer zweiten Deichlinie ein Küstenschutzsystem. Für die Entwicklung eines anwendungsorientierten Schadens- bzw. Risikoanalyse-Verfahrens und die Ermittlung des Hochwasserrisikos ist somit die Kenntnis der relevanten Versagensmechanismen der verschiedenen Sturmflutschutzelemente auf der Grundlage idealer und realer Bauwerke sowie in Abhängigkeit vom jeweiligen Unterhaltungszustand in Kombination mit den zugehörigen Versagenswahrscheinlichkeiten (Eintrittswahrscheinlichkeiten der relevanten Versagensmechanismen) notwendig.

Schlagwörter

Versagen, Versagenswahrscheinlichkeit, Zuverlässigkeit, Deiche, Breschenweite

Summary

Depending on the location different coastal flood protection structures are used on the North and Baltic Sea. In addition to sea dikes there are flood protection walls and dunes, which are essential elements of flood protection. The coastal flood defense line is interrupted through punctual construction as coupure, sea sluices, sea locks and barrages. A coastal defense system often consists of a dike in combination with other coastal protection elements like summer dike, coastal protection forest or a second dike line. The development of an application-oriented damage or risk-analysis is necessary to determine the flood risk. Therefore, the knowledge of relevant failure mechanisms of various flood protection structures is needed.

Keywords

failure, failure probability, reliability, dike, dike breach

Inhalt

1	Einleitung	46
2	Einteilung der Bauwerke und Versagensmechanismen	46

2.1	Küstenschutzelement Deich.....	48
2.1.1	Sturmflut 1953.....	49
2.1.2	Sturmflut 1962.....	49
2.1.3	Sturmflut 1976.....	51
2.1.4	Sturmflut 1999.....	51
2.1.5	Hurrikan Katrina 2005.....	52
2.2	Deichscharte und -stößen.....	55
2.2.1	Systemspezifische Versagensanfälligkeit.....	55
2.2.2	Versagen durch nicht rechtzeitige Herstellung der Einsatzbereitschaft....	57
2.2.3	Versagen durch Stabilitätsverlust oder Materialversagen.....	58
2.2.4	Versagen durch Versagen des Untergrundes.....	59
2.3	Mauern.....	59
2.3.1	Versagensfälle und genormte Nachweise.....	60
3	Zuverlässigkeitsanalyse.....	66
3.1	Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit.....	66
3.2	Die Einwirkungsversagensfunktion.....	68
3.3	Berechnungsverfahren.....	69
4	Schriftenverzeichnis.....	70

1 Einleitung

Die Zuverlässigkeitsanalyse stellt eine Basisanalyse der Hochwasserrisikoanalyse dar. Ziel dieser Analyse ist es, die Versagenswahrscheinlichkeit eines Küstenschutzbauwerkes zu quantifizieren. Die Wahrscheinlichkeit des Komplementärereignisses (Nichtversagensereignis) beschreibt somit die Zuverlässigkeit.

In einem ersten Schritt werden Bauwerkstypen von Küstenschutzbauwerken erfasst und systematisch untergliedert. Es erfolgt zudem die Darstellung einiger ausgewählter Bauwerkstypen. Daran anschließend werden die Grundlagen der Zuverlässigkeitsanalyse, basierend auf Bachmann (2012), beschrieben. Eine Möglichkeit zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit ist die modellbasierte probabilistische Zuverlässigkeitsanalyse. Grundlage einer solchen Analyse ist u. a. der Aufbau eines bauwerkstypspezifischen Modells, welches den Ablauf eines Versagensereignisses abbildet. Für den Bauwerkstyp Deich liegt ein solches Modell vor und wird bereits in modellbasierten probabilistischen Analysen eingesetzt. Küstenspezifische Besonderheiten müssen dabei berücksichtigt werden.

2 Einteilung der Bauwerke und Versagensmechanismen

Eine erste Einteilung von Küstenschutzbauwerken erfolgt über ihre räumliche Ausdehnung. Hierbei ist zwischen den linienförmigen Bauwerken (z. B. Deichen, Mauern, Dünen und mobilen Hochwasserschutzsystemen), deren Ausdehnung mehrere hundert oder tausend Meter beträgt, und den punktförmigen Bauwerken (z. B. Tore, Schleusen-

tore, Siele und Schöpfwerke), die sich in der Regel über einige Meter erstrecken, zu unterscheiden. Ein Beispiel für ein linienförmiges Hochwasserschutzbauwerk ist in Abb. 1 dargestellt.



Abbildung 1: Deich als linienförmiges Hochwasserschutzbauwerk (Foto: Schüttrumpf 2011).

Linienförmige Bauwerke werden auf einer zweiten Ebene in natürliche Barrieren und künstlich errichtete Bauwerke unterteilt. Natürliche Barrieren, wie zum Beispiel Dünen, werden dabei im Rahmen dieser Ausführung grundsätzlich der Obergruppe Hochwasserschutzbauwerk zugeordnet. Auf einer dritten Ebene erfolgt abschließend eine Unterteilung nach Bauwerkstypen. Zu den linienförmigen Bauwerkstypen des Hochwasserschutzes gehören dabei unter anderem die folgenden Bauwerke:

- Deiche,
- Mauern,
- mobile Hochwasserschutzsysteme,
- Kombinationen aus zuvor genannten Bauwerken,
- Dünen und
- Hochufer.

Punktförmige Bauwerkstypen sind beispielsweise:

- Tore,
- Siele und Schöpfwerke sowie
- Sperrwerke.

2.1 Küstenschutzelement Deich

Deiche können durch verschiedene Prozesse versagen, etwa durch Erosion, Wellenüberlauf, Überströmen, Piping, Rissbildungen oder hydraulischen Grundbruch, wodurch es zu einer Überflutung des Deichhinterlandes kommt. Horlacher et al. (2005) definieren einen Deichbruch bei Fließgewässern als „eine sich plötzlich oder allmählich entwickelnde Fehlstelle im Deich, welche nicht vorsätzlich herbeigeführt wurde und aufgrund einer ungünstigen Ursachenkombination auf eine Überlastung des Deiches zurückzuführen ist. In Folge dieser Fehlstelle erfolgt ein Freispiegelabfluss in der entstandenen Bresche, wobei der Wasserspiegel langfristig unterhalb der ursprünglichen Kronenhöhe im Bereich der Bruchstelle liegt.“ Zur Abschätzung des erwähnten Abflusses in das Hinterland sind neben der räumlichen Lokalisation der Bruchstelle, der Beschaffenheit des Deiches und der Kenntnis der Hochwasser- bzw. Sturmflutwasserstandsganglinie ebenfalls die Geometrie des Deichbruchs, das heißt die Parameter Breschenweite und Breschentiefe, von großer Bedeutung. Je breiter und tiefer der Deichbruch ist, desto mehr Wasser kann durch die Bruchstelle fließen und desto schneller wird das Deichhinterland überflutet. Bernitt und Lynett (2010) schreiben, dass die sich ergebenden geometrischen Eigenschaften des Deichbruchs – neben den hydraulischen Belastungen des Hochwassers und der Bruchursache – hauptsächlich von den spezifischen Eigenschaften des betrachteten Deiches und der Topografie des Hinterlandes abhängen. Unabhängig davon, ob es sich um einen See-, Ästuar- oder Flussdeich handelt, wird in beiden Arbeiten das Material des Deichkörpers als eine Haupteinflussgröße für die zeitliche Entwicklung des Deichbruchs sowie die endgültige Ausprägung der Deichbruchweite und -tiefe genannt.

Tabelle 1: Literaturübersicht.

Hochwasserereignis	Verfasser	Angaben zu Breschenweiten/-tiefen
Sturmflut 1936	Prügel (1942)	keine Angaben
Sturmflut 1949	Petersen (1957)	keine Angaben
Sturmflut 1953	Roelse und Bakker (1986).	keine Angaben
Sturmflut 1962	Kolb et al. (1962)	Angaben vorhanden
Sturmflut 1962	Kramer et al. (1962)	vereinzelt Angaben
Sturmflut 1962	Ohlig (1969)	vereinzelt Angaben
Sturmflut 1962	Kramer (1968)	vereinzelt Angaben
Sturmflut 1962	Wohlenberg (1963)	vereinzelt Angaben
Sturmflut 1962	Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten – Schleswig-Holstein (1962)	keine Angaben
Sturmflut 1973	Kramer et al. (1976)	keine Angaben
Sturmflut 1976	Zitscher et al. (1979)	vereinzelt Angaben
Sturmflut 1976	Zitscher (1978)	vereinzelt Angaben
Sturmflut 1976	Heinsohn et al. (1979)	keine Angaben
Sturmflut 1976	Stawa Lüneburg (1989)	keine Angaben
Sturmflut 1999	Bernitt und Madsen (2008)	vereinzelt Angaben
Hurrikan 2005	Bernitt und Lynett (2010)	Angaben vorhanden
Hurrikan 2005	IPET (2006a)	Angaben vorhanden

Die Ermittlung der Deichbruchweiten kann grundsätzlich durch drei verschiedene Ansätze verfolgt werden. Hierzu gehört neben der Expertenschätzung und Modellversuchen in

wasserbaulichen Versuchsanstalten die Analyse historischer Hochwasserereignisse. Im Rahmen des Projektes wurden historische Hochwasserereignisse an der europäischen und US-amerikanischen Küste analysiert, um einen Überblick über die tatsächlich eingetretenen Deichbrüche und näherungsweise Mittel- und Extremwerte für die Deichbruchparameter zu gewinnen. Die untersuchte Literatur ist Tab. 1 zu entnehmen.

2.1.1 Sturmflut 1953

Im Zusammenhang mit der Sturmflut 1953 in den Niederlanden wird der Text von Roesle und Bakker (1986) „Statistical investigation on dike failure“ analysiert. Obwohl in diesem Bericht keine Angaben zu den aufgetretenen Bruchweiten enthalten sind, liefert er dennoch nützliche Informationen: Von den 38 Deichbrüchen, die im Jahr 1953 an der Oosterschelde auftraten, ereigneten sich 17 an Deichen mit einer Innenböschung, die flacher als 1:1,5 war. Die restlichen 21 Deichbrüche traten an Deichen mit einer Innenböschung steiler als 1:1,5 auf. Auf den ersten Blick wirkt diese Verteilung sehr ausgeglichen und könnte auf die Irrelevanz der Innenböschungsneigung bezüglich der Bruchwahrscheinlichkeit hinweisen. Bei Bezug auf die Gesamtzahl der Deiche mit Innenböschungsneigungen kleiner oder größer 1:1,5 wird dies jedoch widerlegt. Gab es in dem Gebiet der Oosterschelde 1953 insgesamt 60 Deichabschnitte mit einer Innenböschung, die steiler als 1:1,5 war, so betrug die Zahl der Deichabschnitte mit einer flacheren Innenböschung insgesamt 203. Damit ergibt sich, getrennt nach der Einteilung Innenböschung steiler oder flacher als 1:1,5, ein Verhältnis von aufgetretenen Deichbrüchen zu der gesamten Zahl der Deichabschnitte in der jeweiligen Kategorie von 17:203 ($\approx 1:12$) für flache Neigungen und 21:60 ($\approx 1:3$) für steile Neigungen. Dieser Vergleich zeigt für die Sturmflut im Jahr 1953, dass die Neigung der Innenböschung einen hohen Einfluss auf die Deichbruchwahrscheinlichkeit hatte.

2.1.2 Sturmflut 1962

Die Sturmflut 1962 verursachte in den Bundesländern Schleswig-Holstein, Niedersachsen, Bremen und Hamburg Deichschäden, weshalb sich die Schrifttumsanalyse primär auf Deichbrüche dieser Region bezieht.

In Niedersachsen traten laut eines Berichts des Niedersächsischen Ministers für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten (Kramer et al. 1962) insgesamt 61 Deichbrüche an der gesamten Deichlinie auf. Es sind jedoch nur an drei Bruchstellen die Bruchweiten der eingetretenen Breschen bekannt: ein Bruch von 60 m Weite an einem Ästuardeich bei Papenburg, einer von 150 m Weite am Ästuardeich bei Stade und einer von ebenfalls 150 m Weite an einem Ästuardeich bei Bullenhausen. In den Arbeiten von Ohlig (1969) und Kramer (1968) wird die Bruchweite des Deichbruchs bei Papenburg ebenfalls mit 60 m Weite angegeben. Weitere Weiten werden nicht genannt.

Während der Sturmflut im Februar 1962 kam es in Hamburg entlang der gesamten Fließstrecke der Elbe zu erheblichen Zerstörungen. Die Sturmflut war so stark, dass die Ästuardeiche der Elbe an insgesamt 85 Stellen brachen. Dies geht aus den Aufzeichnungen von Kolb et al. (1962) hervor. Nach der Sturmflut wurden alle Schadensstellen begutachtet, dokumentiert und in Karten mit einem Maßstab von 1:5000 eingetragen. Eine direkte Auflistung der Breschenweiten ist nicht vorhanden, jedoch ist eine Ableitung der

Weiten aus den im Jahr 1962 erstellten Karten möglich. Jede Bruchstelle ist auf diesen Karten mit einem ihrer Weite entsprechenden Pfeil gekennzeichnet (Abb. 2). So können die Koordinaten und, unter Berücksichtigung des Maßstabs, auch die Weite jedes Deichbruchs mit einer Genauigkeit von rund 5 m ermittelt werden.

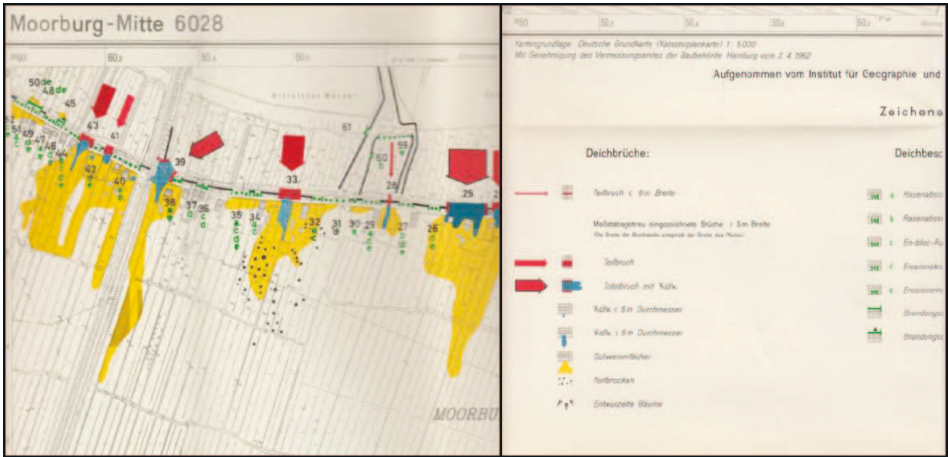


Abbildung 2: Karte mit Lage der Deichbrüche in Hamburg 1962 (Kolb et al. 1962).

In Abb. 3 sind die absolute und die kumulierte relative Häufigkeit der Breschenweiten in Klassen mit einer Klassenbreite von 5 m dargestellt. Es wird deutlich, dass 80 % aller Deichbrüche eine Weite von weniger als 25 m besitzen. Außerdem sind 99 % aller Deichbruchweiten kleiner als 100 m. Der Minimalwert, der sich aus den ermittelten Daten für die untersuchten Deichbrüche ergibt, beträgt 5 m, der Maximalwert hingegen 110 m. Als Mittelwert der insgesamt 85 Deichbruchweiten resultiert schließlich eine Deichbruchweite von 21,6 m.

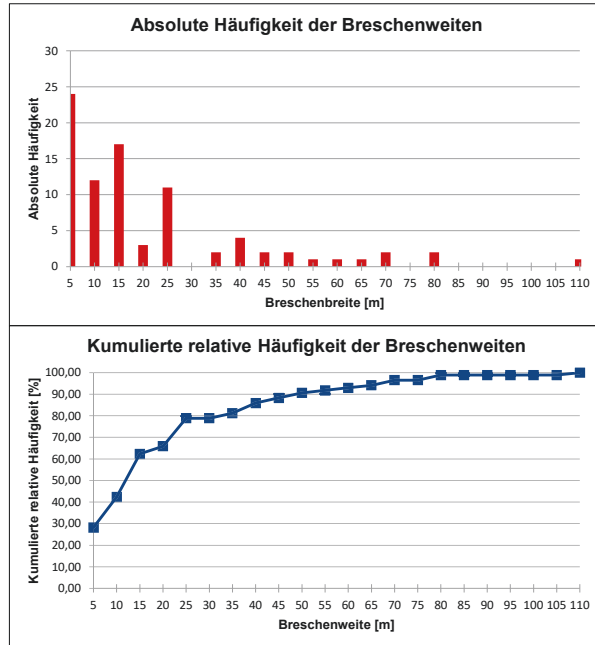


Abbildung 3: Absolute und kumulierte relative Häufigkeit der Breschenweiten während der Sturmflut 1962.

An der Westküste Schleswig-Holsteins sind laut eines Berichts des Ministeriums für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten – Schleswig-Holstein (1962) die Deiche an zwei Stellen gebrochen: an dem unbewohnten Dockkoog bei Husum und dem Ülversbüll Koog südlich von Husum. Laut Wohlenberg (1963) beträgt die Breschenweite am Ülversbüll Koog rund 80 m. Angaben zur Bruchweite am Dockkoog sind in der untersuchten Literatur nicht vorhanden.

2.1.3 Sturmflut 1976

In Schleswig-Holstein traten während der Sturmflut 1976 nach Zitscher et al. (1979) und Zitscher (1978) an den Deichen vor der Haseldorfer Marsch auf sechs Einzelstrecken Deichbrüche mit einer Gesamtlänge von 480 m auf. Angaben über die Weiten der einzelnen Brüche sind jedoch nicht vorhanden und können ohne weitere Informationen nicht aus der Gesamtlänge abgeleitet werden. Zitscher (1978) gibt zudem noch eine weitere Bruchstelle an: an dem Deich vor dem Christianskoog. Allerdings wird auch hier die Bruchweite nicht genannt. Aus diesem Grund ist eine Ermittlung der Maximal- und Mittelwerte für die Breschenweite nicht möglich.

2.1.4 Sturmflut 1999

Im Dezember 1999 kam es in Dänemark zur wohl schwersten Sturmflut des Jahrhunderts (Sturmflut Anatol) an der dänischen Nordseeküste (Bernitt und Madsen 2008). Dabei

wurden Teile der Deichlinie komplett zerstört. Bei Bröns im südlichen Dänemark wurde ein Deichbruch mit einer Breschenweite von 85 m dokumentiert. Weitere Bruchweiten sind nicht bekannt und erlauben keine statistische Auswertung.

2.1.5 Hurrikan Katrina 2005

Während des Hurrikans Katrina traten entlang der südöstlichen Küste der USA im August 2005 verheerende Schäden auf (Bernitt und Lynett 2010). Die schwersten Schäden und die meisten Deichbrüche ereigneten sich dabei im Raum New Orleans, weshalb sich der vorliegende Bericht auf dieses Gebiet beschränkt. Infolge des Hurrikans wurde die US-amerikanische Organisation Interagency Performance Evaluation Task Force (IPET) gegründet, welche die Deichbruchursachen und die Deichbruchweiten untersuchte. Im Zuge dieser Untersuchungen wurden die Höhen der Deichlinie vor und nach dem Hurrikan aufgenommen (IPET, 2006a und IPET, 2006b). Das Stadtgebiet von New Orleans wird in drei Bereiche aufgeteilt: die Deiche an den Kanälen, welche zum Lake Pontchartrain führen, den *New Orleans East Back Levees* (NOEBL) und den *Chalmette Levees*. Die Unterteilung ist in Abb.4 zu erkennen. Die drei Bereiche werden getrennt voneinander im Hinblick auf die eingetretenen Deichbruchweiten untersucht. Hierfür werden die Höhenangaben der Deiche vor und nach dem Hurrikan miteinander verglichen, um so die Positionen und Ausmaße der Deichbrüche zu ermitteln. Im Bereich der Kanäle ist es zu sieben Deichbrüchen gekommen, für die lediglich an drei Stellen Angaben zu den Deichbruchweiten vorliegen (137 m, 91 m und 24 m). Aufgrund der geringen Anzahl an Werten erfolgt für diesen Bereich keine statistische Auswertung.



Abbildung 4: Übersicht der Deichabschnitte in New Orleans.

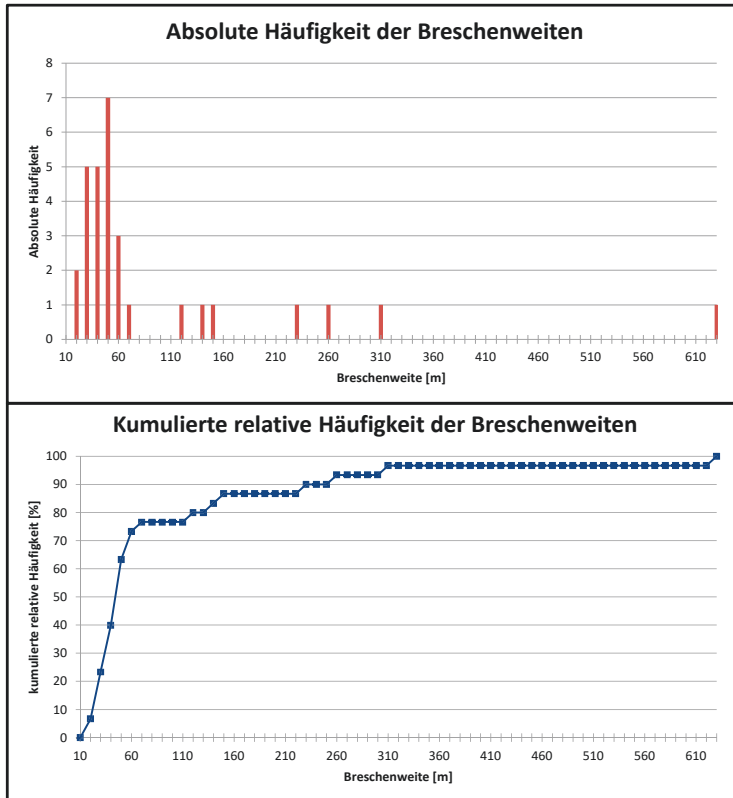


Abbildung 5: Absolute und kumulierte relative Häufigkeiten der Breschenweiten an den NOEBL-Deichen 2005.

In den beiden anderen Bereichen NOEBL und Chalmette Levees ist es während des Hurrikans zu deutlich mehr Deichbrüchen gekommen: 30 an den NOEBL-Deichen und 98 an den Chalmette Levees. Die Verteilung der aufgetretenen Deichbruchweiten kann den Abb. 5 und Abb. 6 entnommen werden. Auch ist zu erkennen, dass an den NOEBL-Deichen 77 % und an den Chalmette Levees 74 % der Deichbruchweiten kleiner als 100 m betragen. Die Mittelwerte betragen 87,7 m für die NOEBL-Deiche und 109 m für die Chalmette Levees. Die Abweichungen in den Mittelwerten lassen sich mit den unterschiedlichen Extremwerten erklären, die in den beiden Bereichen aufgetreten sind: An den NOEBL-Deichen beträgt der Minimalwert 15,2 m und der Maximalwert 624,8 m, während bei den Chalmette Levees der Minimalwert 8,4 m und der Maximalwert 1026 m beträgt.

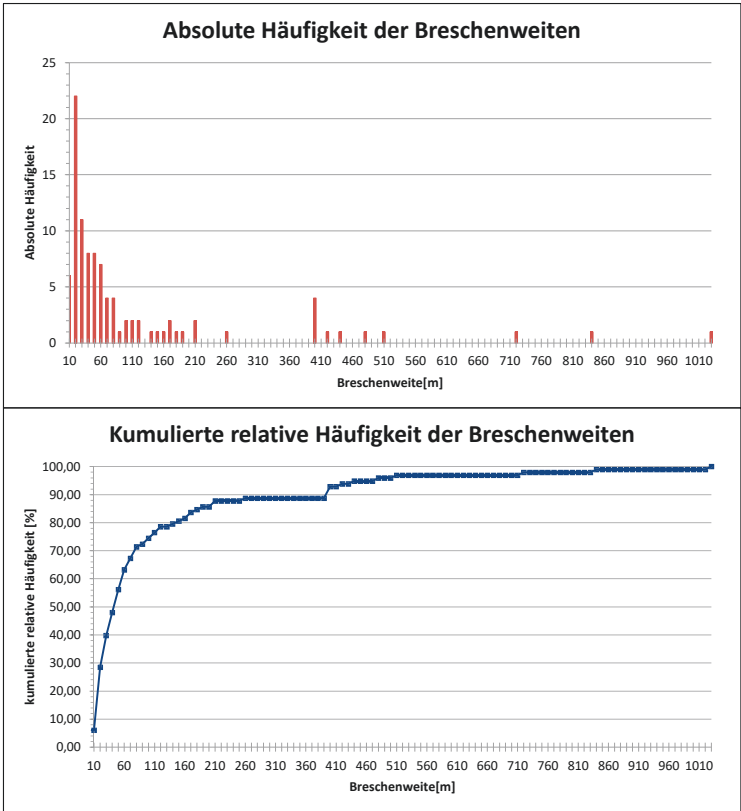


Abbildung 6: Absolute und kumulierte relative Häufigkeiten der Breschenweiten an den Chalmette Levees 2005.

Der Bruch mit dem maximalen Wert in Höhe von 1026 m ist in Abb. 7 dargestellt. Es ist nicht eindeutig zu erkennen, ob es sich hierbei um einen großen Bruch handelt oder ob sich mehrere kleinere Brüche zu einer Bruchstelle verbunden haben.

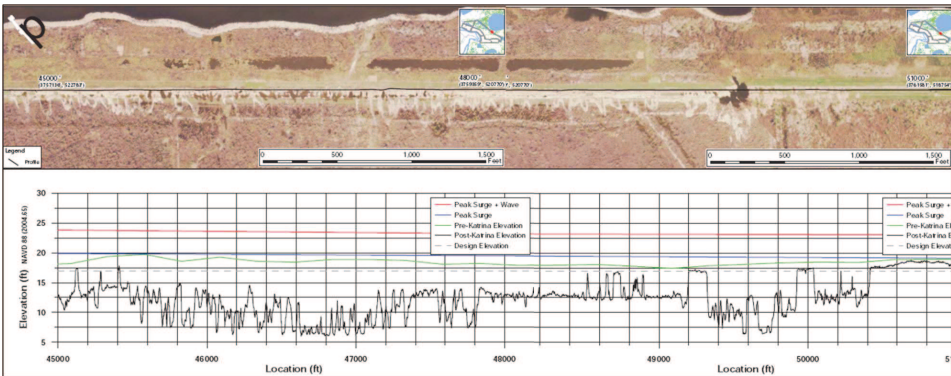


Abbildung 7: Größter Bruch an den Chalmette Levees (IPET 2006b).

2.2 Deichscharte und -stöpen

Deichscharte und -stöpen sind Unterbrechungen in einem Deichkörper, durch die ein Verkehrsweg hindurchführt. Öffnungen dieser Art bilden Schwachstellen in der Deichlinie, weshalb sie generell vermieden werden sollten. Es ist jedoch nicht immer möglich, den Verkehr über die Deichkrone zu führen. Gerade im Hafen- oder Stadtbereich ist eine Durchfahrt oft unerlässlich. Bei Sturmflutgefahr müssen Deichscharte und -stöpen geschlossen werden, um ihre Betriebsbereitschaft herzustellen. Dabei wird zwischen mobilen und ortsfesten beweglichen Verschlüssen unterschieden. Die ortsfesten beweglichen Verschlüsse (z. B. Tore oder klappbare Systeme) sind normalerweise in Aussparungen oder Nischen untergebracht. Zu den mobilen Verschlüssen zählen beispielsweise Dammbalkensysteme. Sie werden in der Nähe gelagert und müssen im Hochwasserfall zum Einsatzort transportiert und dort aufgebaut werden (Sowa 2010). Zur Gewährleistung der doppelten Verschlussicherheit werden Torverschlüsse häufig mit dahinter angeordneten Dammbalkenverschlüssen in ihrer Schutzfunktion unterstützt (Kramer 2011). Bei Deichscharten und -stöpen tritt ein Versagen ein, wenn das anstehende Wasser nicht mehr zurückgehalten werden kann und somit die von dem jeweiligen Deich geschützte Region gefährdet wird. Im Wesentlichen kann ein Versagen dadurch entstehen, dass die Öffnung nicht innerhalb der zur Verfügung stehenden Zeit geschlossen werden kann. Außerdem kann es zu einem Versagen durch Stabilitätsverlust, durch eine Sickerströmung unterhalb des Verschlusses oder durch ein anderes geotechnisches Versagen des Untergrundes kommen (Kortenhaus et al. 2006). Es existieren viele unterschiedliche Variationen von Verschlussystemen. Für ortsfeste und bewegliche Verschlüsse werden exemplarisch die Versagensmechanismen von Dammbalkensystemen dargestellt.

2.2.1 Systemspezifische Versagensanfälligkeit

Die einsetzbaren Verschlüsse sind aufgrund ihrer spezifischen Konstruktionen in Bezug auf die in Abb. 8 aufgeführten Gefährdungsszenarien unterschiedlich anfällig. Dies führt je nach gegebenen Randbedingungen zu unterschiedlichen Versagensmechanismen und -wahrscheinlichkeiten. Abb. 8 gibt qualitativ systemspezifische Vulnerabilitäten für verschiedene Gefährdungsszenarien an. Dabei ist eine Abstufung nur innerhalb der beiden Systeme (Dammbalken- und Torsysteme) möglich, d. h. die Farbdifferenzierung ist nur in vertikaler Richtung aussagekräftig (BWK 2005).

	Gefährdungsszenarien									
	Einwirkungen				System		Sicherheit		Logistik	
	Treibgut-anprall	Schiffs-anprall	Fahrzeu-ganprall	Überströmen	Korrosion/Alterung	Technischer Ausfall	Sabotage	Diebstahl	Lagerung/Wartung	Aufbau/Abbau
Damm-balkensysteme										
Torsysteme										

Legende:

	Keine/geringe Vulnerabilität eines Systems gegenüber einem Gefährdungsrisiko
	Relevante Vulnerabilität eines Systems gegenüber einem Gefährdungsrisiko
	Besonders relevante Vulnerabilität eines Systems gegenüber einem Gefährdungsrisiko

Geteilte Felder bedeuten: Die Relevanz der Vulnerabilität ist abhängig von der gewählten Systemausführung (ansonsten gleiche Farbkodierung)

Abbildung 8: Systemspezifische Vulnerabilitätsmatrix (nach BWK 2005).

Damm-balkensysteme sind wesentlich anfälliger für jede Art von Stoßbelastung (sei es Treibgut-, Schiffs- oder Fahrzeuganprall) als Torsysteme. Kleine Relativverschiebungen können aufgrund des schichtartigen Aufbaus des Systems bereits zu einer Bildung von Undichtigkeiten und damit zu Spaltströmen führen, die die Standsicherheit des Systems gefährden. Es ist jedoch zu beachten, dass die Wahrscheinlichkeit eines Anpralls aufgrund der begrenzten Länge des Verschlussystems relativ gering ist. Schiffsanprall ist z. B. nur bei größerer Aufbauhöhe zu berücksichtigen. Ohne ausreichende Gegenmaßnahmen sind sowohl Damm-balkensysteme als auch Torsysteme versagensanfällig für durch Überströmung erzeugte Schwingungen. Diese bewirken dynamische Kräfte, die bei Damm-balkensystemen die Stauwand, Stützen, Befestigungen und Fundamente beanspruchen und bei Torsystemen auf Lager, Führungen, Fundamente, Dichtungen und Verzahnungen eine kritische Wirkung haben können. Torsysteme sind in Bezug auf Alterung bzw. Korrosion weniger vulnerabel als Damm-balkensysteme. Korrosion wirkt sich bei Torsystemen vor allem auf die zur Sicherung der Beweglichkeit benötigten Elemente (z. B. Führungen, Lager oder Rollen) negativ aus. Bei Damm-balkensystemen hingegen werden insbesondere die Dichtungen der einzelnen Elemente durch Alterung gefährdet. Diese können verspröden oder reißen, sodass die Dichtheit und damit auch die Standsicherheit des Gesamtsystems bedroht wird. Systeme, die bei ihrer Bewegung technisch unterstützt werden, sind vulnerabel gegenüber einem Ausfall dieser Hilfsmittel. Dies spielt nur bei maschinell betriebenen Toren eine Rolle. Damm-balkensysteme werden immer manuell aufgebaut. Deshalb bestehen sie auch aus vielen Einzelteilen, wie z. B. Befestigungseinrichtungen wie Schrauben oder Bolzen, und sind damit sehr anfällig für Sabotage oder Diebstahl. Während Diebstahl bei Torsystemen ausgeschlossen werden kann, bieten die frei zugänglichen Damm-balken viele Sabotagemöglichkeiten. Sowohl bei Tor-

als auch bei Dammbalkensystemen ist die Wartung sehr wichtig. Bei Torsystemen ist darauf zu achten, dass sich die beweglichen Elemente sowie die eventuell vorhandene Maschinentechnik in einem funktionstüchtigen Zustand befinden, Dammbalken müssen nach einem Einsatz gewartet und gegebenenfalls gerichtet werden. Zusätzlich ist bei Dammbalkensystemen eine sachgemäße Lagerung wichtig, um Korrosion oder andere Beschädigungen zu vermeiden. Der Aufbauvorgang besteht bei Torverschlüssen darin, die Tore automatisch oder manuell zu verschließen. Dabei kann es zu einem Versagen kommen, wenn die Tore, z. B. durch parkende Fahrzeuge, blockiert werden. Bei Dammbalkensystemen ist der Aufbau aufgrund der vielen Einzelteile und notwendigen Handgriffe sehr personalintensiv. Dieser Systemtyp ist somit besonders bei untrainiertem und unqualifiziertem Personal bzw. fehlerhaftem Aufbau versagensanfällig. Zudem sind Dammbalkensysteme transportintensiv und damit vulnerabel bei unzureichenden Transportkapazitäten oder eingeschränkter Erreichbarkeit des Lagers (BWK 2005).

2.2.2 Versagen durch nicht rechtzeitige Herstellung der Einsatzbereitschaft

Die Herstellung der Einsatzbereitschaft hängt von vielen Faktoren ab. Im Wesentlichen ist dabei zwischen ortsfesten und mobilen Verschlüssen zu unterscheiden. Ortsfeste, bewegliche Verschlüsse, die elektromechanisch oder hydraulisch betrieben werden, können im Notfall meist auch manuell verschlossen werden (BSU Hamburg o. J.). Der Einsatz mobiler Systeme ist zum Teil mit erheblichem personellem, maschinell und logistischem Aufwand verbunden, der eine im Ernstfall auch unter schwierigen Bedingungen funktionierende Alarm- und Einsatzplanung erfordert (BWK 2005). Das wichtigste Kriterium bei der Untersuchung der rechtzeitigen Einsatzbereitschaft ist die Vorwarnzeit. Bereits mehrere Tage vor Eintritt einer Sturmflut kann vor Extremwasserständen gewarnt werden, sodass mögliche Dienstbereitschaften bereits vorgeplant werden können. Es muss sichergestellt werden, dass die Vorwarnzeit ausreicht, um die Deichscharte und Stöpen zu verschließen. Das heißt, die Vorwarnzeit t_{Vorwarn} muss länger sein als die Bereitstellungszeit t_{Bereit} . Letztere stellt die benötigte Zeitspanne für die Bereitstellung des Hochwasserschutzes des jeweiligen Systems dar (BWK 2005).

$$t_{\text{Vorwarn}} > t_{\text{Bereit}} \cdot c_{\text{Sicherheit}} \quad (1)$$

Die Bereitstellungszeit wird durch den Sicherheitsfaktor $c_{\text{Sicherheit}}$ erhöht, um eventuelle unvorhergesehene Ereignisse, die den Ablauf behindern, zu berücksichtigen. Solche Behinderungen im Ablauf können unter anderem durch den Ausfall von Transportfahrzeugen oder Arbeitskräften, durch parkende Fahrzeuge in der Zufahrt oder durch verklemmte oder vereiste Abdeckplatten für Einbauprofile entstehen. Die Größe der Bereitstellungszeit hängt von der Art des Verschlusssystems ab. Für einen mobilen Verschluss, wie z. B. ein Dammbalkensystem, setzt sie sich aus der Alarmierungszeit t_{Alarm} , der Beladungszeit t_{Beladung} , der Transportzeit $t_{\text{Transport}}$, der Sicherungszeit $t_{\text{Sicherung}}$ und der Aufbauzeit t_{Aufbau} zusammen (BWK 2005):

$$t_{\text{Bereit}} = t_{\text{Alarm}} + t_{\text{Beladung}} + t_{\text{Transport}} + t_{\text{Sicherung}} + t_{\text{Aufbau}} \quad (2)$$

Bei beweglichen Verschlüssen, beispielsweise bei Toren oder klappbaren Systemen, entfällt sowohl die Beladungs- als auch die Transportzeit. Die Aufbauzeit wird bei diesen Systemen durch die Zeit bestimmt, die für den Schließvorgang benötigt wird. Die

Schließgeschwindigkeiten von Schiebetoren können, je nachdem wie sie betrieben werden, im Mittel ca. 6–10 m pro Minute betragen (Braaker und Ollroge 1980). Dammbalkensysteme stellen hingegen wesentlich zeitintensivere Verschlussysteme dar. Für den Aufbau eines Verschlusses mit 10 m Länge bei Einsatz von 2 Personen kann, je nach Höhe des Verschlusses, eine Aufbauzeit von 1–2 Stunden kalkuliert werden (BWK 2005).

Die Alarmierungszeit ist die Zeit zwischen dem Zeitpunkt der Alarmmeldung und der Einsatzbereitschaft des Personals. Um eine frühzeitige Einsatzbereitschaft zu gewährleisten, muss ein Alarmplan aufgestellt werden, dem jede einzelne Person ihre Zuständigkeit und ihren Einsatzort entnehmen kann. Da die Zeiten je nach verfügbarem Personal, örtlichen Verhältnissen und den zu Verfügung stehenden Hilfsmitteln mitunter stark variieren können, müssen hohe Sicherheiten eingerechnet werden. Zudem sind die geschätzten Zeiten im Rahmen eines Probeaufbaus zu verifizieren (Sowa 2010). Um jederzeit einen funktionierenden Ablauf bei der Herstellung der Einsatzbereitschaft der Deichlinie gewährleisten zu können, müssen regelmäßig Übungen abgehalten werden. Dabei werden die Alarm- und Einsatzpläne überprüft und gleichzeitig wird dafür gesorgt, dass die Einsatzkräfte ihre Qualifikation beibehalten (BWK 2005).

2.2.3 Versagen durch Stabilitätsverlust oder Materialversagen

Es treten im Betriebs- und Versagenszustand mobiler und ortsfester beweglicher Verschlüsse die gleichen Lasten auf wie bei stationären Schutzsystemen. Allerdings weisen sie systembedingt eine höhere Versagenswahrscheinlichkeit auf als die stationären Systeme (Köngeter 2002). Schon allein durch ihr geringeres Gewicht sind die verschiedenen Verschlussysteme, was ihren Widerstand betrifft, wesentlich schwächer als stationäre Hochwasserschutzsysteme (Sowa 2010).

Die Bemessung der Torverschlüsse wird normalerweise für den reinen Hochwasserfall gemäß DIN 19704 und DIN 19705 für Stahlwasserbauten durchgeführt (Braaker und Ollroge 1980). Zusätzlich müssen jedoch auch Belastungen aus eventuellen Montagevorgängen oder aus z. B. im Hafenbereich möglichem Fahrzeuganprall berücksichtigt werden (Braaker und Ollroge 1980).

Für die Bemessung mobiler Systeme sind ähnliche Lastannahmen zu treffen. Als Einwirkungen werden hier das Eigengewicht der Konstruktion, die hydrostatischen und hydrodynamischen Beanspruchungen, der Anprall von Treibgut und Eisstoß, die Windlast sowie Verkehrslasten berücksichtigt. Zusätzlich sind als außergewöhnliche Lastfälle der Ausfall einer Zugschraube am Stützenfuß sowie das Überströmen des Systems zu betrachten (BWK 2005). Dammbalken können aus Holz sein, meist sind die heute verwendeten Elemente des geringen Gewichts wegen jedoch aus Aluminium gefertigt, sodass sie von Hand eingebaut werden können. Dass ein Dammbalken aus der Halterung herausgerissen wird, ist sehr unwahrscheinlich. Allerdings hat die Fertigung der Elemente aus Aluminium den Nachteil, dass sie relativ anfällig für Beschädigungen oder Verbiegung sind, was z. B. durch einen Anprall bei Transport, Montage oder im Einsatz hervorgerufen werden kann. In einem solchen Fall ist es aber möglich, das beschädigte Element zu entfernen, die darüber liegenden Elemente nach unten nachzuschieben und gegebenenfalls ein Ersatzelement von oben anzufügen. Das Versagen eines Einzelelementes vor oder während der Installation hat also nicht das Versagen des gesamten Verschlusses zur Folge. Eine Reparatur wäre auch unter Einsatzbedingungen noch denkbar. Um eine Un-

tergrundabdichtung auch bei unebener Fläche gewährleisten zu können, wird das unterste Dammbalkenelement mit einer dickeren, elastischen Dichtung versehen. Eine weitere Möglichkeit wäre, eine passgenaue stationäre Bodenschiene in den Untergrund einzulassen (Sowa 2010).

Fahrzeuganprall wird sowohl bei Toren als auch bei Dammbalkenverschlüssen in die Betrachtungen einbezogen. Dazu wird laut BWK (2005) in einer Höhe von 1,2 m eine horizontal drückende Streckenlast von 5 kN/m angesetzt. Berücksichtigt wird dadurch jedoch höchstens ein langsam fahrendes, rangierendes Montagefahrzeug. Einem Anprall durch ein schnell fahrendes Fahrzeug können die mobilen Elemente in der Regel nicht standhalten. Außerdem muss bei sehr schweren Sturmfluten vor allem im Hafenbereich damit gerechnet werden, dass Treibgut unkontrolliert im Wasser schwimmt und gegen das Verschlussystem prallt. Dies kann, wie im Abschnitt 2.2.1 bereits beschrieben, vor allem bei Dammbalkenverschlüssen zum Versagen führen. Zur Berücksichtigung solcher Treibgutstöße wird bei der Bemessung pauschal eine Stoßbelastung von 30 kN auf Höhe des Wasserstandes angenommen (Braaker und Ollroge 1980).

2.2.4 Versagen durch Versagen des Untergrundes

Die oben beschriebenen Belastungen müssen über Fundamente in den Untergrund abgetragen werden. Bei Torverschlüssen nehmen die seitlichen Tragkonstruktionen, die je nach örtlichen Gegebenheiten variieren und die Teil des stationären Systems sind, die Lasten auf und leiten diese in das Fundament ab. Bei Dammbalkensystemen werden die Lasten über Nuten in die seitliche Tragkonstruktion oder, je nachdem wie groß die zu verschließende Öffnung ist, in zusätzlich mittig aufgestellte Stützmasten abgetragen (vgl. Abb. 9). Für diese Stützmasten müssen in festen Einzelfundamenten eingelassene Aufnahmevorrichtungen vorgesehen sein (Nachtnebel et al. o. J.).

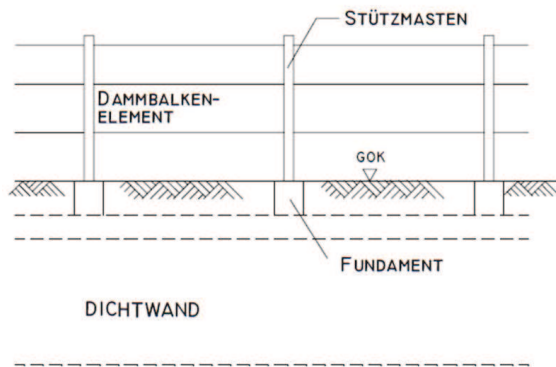


Abbildung 9: Dammbalkensystem (Nachtnebel et al. o. J.).

2.3 Mauern

Aufgrund der in der Öffentlichkeit oftmaligen Gleichsetzung bezüglich der Begriffsdefinitionen von Hochwasserschutzmauern und immobilen Hochwasserschutzwänden ist im Vorfeld eine klare Differenzierung der besagten Schutzeinrichtungen notwendig. Der

Begriff Mauer entspringt dem Begriff Mauerwerk. Ein Mauerwerk ist ein Gebilde aus vertikal gestapelten und sich überlappenden Steinen, meist aus Klinker, Ziegel oder Naturstein. Durch die Entwicklung des Stahlbetonbaus um 1900 n. Chr. wurde dieser Begriff auf vertikale Stahlbetonscheiben übertragen. Mauern beschreiben demnach immer eine Konstruktion aus quarzhaltigen Bausubstanzen als Hauptbestandteil. Wände hingegen können aus beliebigem Material hergestellt werden und müssen nicht zwangsweise Stahlbeton- oder Mauerbauwerke sein. Charakteristisch für den Begriff Wand ist die Eigenschaft der flächigen horizontalen Blockade. So kann beispielsweise auch eine Menschenmenge eine Wand darstellen, indem sie eine geschlossene Sperrvorrichtung bildet. Immobile Hochwasserschutzwände werden häufig aus Panzerglas, Holz- oder Stahldielen, aber auch aus Stahlbeton hergestellt. Der Unterschied zwischen einer Hochwasserschutzmauer und einer stationären Hochwasserschutzwand aus Stahlbeton kann an der Gründungsart ausgemacht werden. Während Hochwasserschutzmauern immer eine fest mit dem Baugrund verankerte Gründung aufweisen, können stationäre Hochwasserschutzwände aus Stahlbeton auf das Erdreich aufgesetzt und mit weiteren Stützkonstruktionen als Blockadevorrichtung definiert werden.

Eine weitere Problematik bezüglich der Klassifizierung von Hochwasserschutzmauern stellt sich bei der Definition dieser Bauwerke heraus. Im Rahmen der Literaturrecherche ist aufgefallen, dass in vielen Fällen eine Gleichsetzung von Ufermauern, Strandmauern und den eigentlichen Hochwasserschutzmauern erfolgt. Berücksichtigt werden muss die Tatsache, dass Ufer-, Strand- und Hochwasserschutzmauern eine durchaus zweckübergreifende Schutzaufgabe übernehmen können, jedoch mit unterschiedlichen Primärzielen erbaut werden. Strandmauern beispielsweise schützen die Strandpromenade vor Wellenaufprall und somit vor Erosions- und Dünenverlusteffekten. Dabei schützen sie durchaus auch das dahinterliegende Land vor Überflutung. Sofern jedoch keine landseitige Erhöhung der Geländeoberkante erfolgt oder die Kronenhöhe gleich der landseitigen Geländeoberkante ist, wurde höchstwahrscheinlich nicht primär das Ziel des Hochwasserschutzes verfolgt, sondern die des Dünen- und Geländeschutzes.

2.3.1 Versagensfälle und genormte Nachweise

Zur Betrachtung der Versagensfälle an einer Winkelstützmauer werden diverse DIN Normen und andere Regelwerke herangezogen. Es erfolgt dabei eine Unterscheidung der Versagensfälle nach statischen, geostatischen, hydraulischen und geohydraulischen Mechanismen.

Den statischen Nachweis gegen Überschreitung der maximalen Querkraft erklärt Gleichung (3). Gleichung (4) beschreibt die Bedingung für ausreichende Biegezugfestigkeit. Beide Nachweisverfahren sind der DIN 1045: 208 zu entnehmen.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (3)$$

mit:	z	=	innerer Hebelarm = $0,9 \cdot d_{stat}$
	d_{stat}	=	statische Nutzhöhe
	$V_{Rd,max}$	=	Druckstreben­tragfähigkeit
	V_{Ed}	=	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

α_c	=	Faktor zur Begrenzung der Druckspannungen infolge Querszug = 0,75 für Normalbeton
α	=	Winkel der Bewehrung (im Regelfall $\alpha = 90^\circ$)
f_{cd}	=	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
b_w	=	Breite bzw. Dicke der Wand
$\cot \theta$	=	Druckstrebenneigung

$$\text{erf.} A_s \leq \text{vorh.} A_s \quad (4)$$

mit: A_s = Fläche der Längsbewehrung (Ermitteln der erforderlichen Längsbewehrung (erf. A_s) erfolgt beispielsweise über das Verfahren der dimensionslosen Beiwerte nach DIN 1045-01: 2008)

Um den Wellendruck auf senkrechte Wände zu analysieren und daraus eine statische Druckfigur abzuleiten, gibt die Richtlinie *Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe* der Freien und Hansestadt Hamburg (2007) des Förderprogramms Privater Hochwasserschutz der Hamburg Port Authority (HPA) geeignete Berechnungsverfahren vor, mit denen sich die Wand nach den Grundlagen der Statik berechnen lässt. Die Formeln zur Berechnung der statischen Drücke sind in Gleichung (5) aufgezeigt und werden anhand der Abb. 10 erläutert.

$$p_1 = \frac{F_h}{\frac{1+\chi_1}{2} \cdot d_w + \frac{\eta}{2} \cdot H_{ds}} \quad \text{für die Bemessung ohne Wellenüberlauf}$$

$$p_1 = \frac{F_h}{\frac{1+\chi_1}{2} \cdot d_w + \frac{1+\chi_2}{2} \cdot R_c} \quad \text{für die Bemessung mit Wellenüberlauf} \quad (5)$$

mit:	d_w	=	Wassertiefe in m
	p_1	=	maximale Druckordinate in Höhe Außenwasserstand in kN/m^2
	p_2	=	maximale Druckordinate in der Wassertiefe d_w in $\text{kN/m}^2 = p_1 \cdot \chi_1$
	p_3	=	maximale Druckordinate an der Wandoberkante in $\text{kN/m}^2 = p_1 \cdot \chi_2$
	F_h	=	Wellenersatzlast (gemäß Tab. 6 und 7 der Richtlinie Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der Freien und Hansestadt Hamburg)
	R_c	=	Freibordhöhe in m
	χ_i	=	Druckparameter (vgl. Tab. 8 der Richtlinie Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der Freien und Hansestadt Hamburg)
	η	=	Wasserspiegelparameter (vgl. Tab. 8 der Richtlinie Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der Freien und Hansestadt Hamburg)

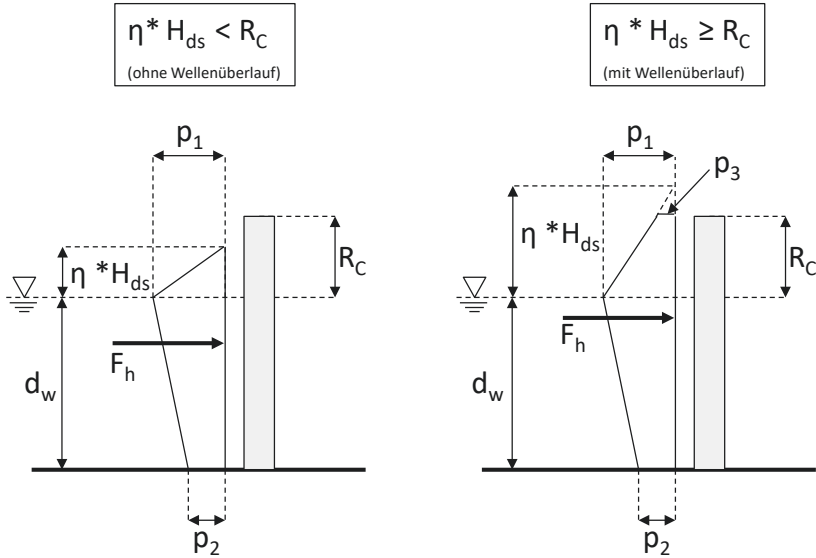


Abbildung 10: Wellendruckbelastung auf senkrechte Wände (nach HPA 2007).

Für die geostatischen Versagensfälle ist für Kippen und Gleiten sowie für den hydraulischen Grundbruch die DIN 1054 (2010) heranzuziehen. Der Kippnachweis dient der Ermittlung der größten zulässigen Ausmittigkeit der Sohldruckresultierenden, da die Sohlfuge nur bis zur zweiten Kernweite aufklaffen darf (Gleichung (6)).

$$e = \frac{M_k}{N_k} \leq \frac{b}{3} \quad (6)$$

mit: e = Ausmitte
 M_k = charakteristischer Wert der Momenteneinwirkung
 N_k = charakteristischer Wert der Normalkrafteinwirkung
 B = Breite des Winkelstützfundamentes

Der Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten ist in Gleichung (7) beschrieben. Der charakteristische Wert der einwirkenden Horizontalkraft darf dabei die Summe des gewichtskraftinduzierten horizontalen Normalkraftanteils und des charakteristischen passiven Erddrucks nicht überschreiten.

$$T_d \leq R_d + E_{pk} \quad (7)$$

mit: R_d = Bemessungswert des Gleitwiderstandes = $N_k \cdot \tan \varphi / \gamma_{GL} + A \cdot c$
 N_k = charakteristischer Wert der einwirkenden Normalkraft
 φ = Reibungswinkel des Bodens
 γ_{GL} = Teilsicherheitsbeiwert
 A = kraftübertragende Sohlfläche
 c = Kohäsion
 E_{pk} = Bemessungswert des passiven Erddrucks parallel zur Sohlfläche
 T_d = Bemessungswert der parallel zur Sohlfläche einwirkenden Kräfte

Hinsichtlich des Nachweises gegen einen hydraulischen Grundbruch kann die Strömungskraft über ein Potenzialnetz nach Terzaghi-Peck ermittelt werden. Nachzuweisen ist, dass der senkrechte Anteil der Strömungskraft, welcher durch die anstehende Wasserspiegeldifferenz hervorgerufen wird und von unten auf die Bauwerkssohle wirkt, kleiner als die vom Bodenkörper hervorgebrachte Gewichtskraft unter Berücksichtigung des Wichte reduzierenden Grundwasseranstandes ist. Die nachstehende Gleichung (8) kann anhand der EAU 2004 beschrieben werden.

$$S'_k \cdot \gamma_H \leq G'_k \cdot \gamma_{G,Stb} \quad (8)$$

mit:	S'_k	=	Strömungskraft = $\frac{\gamma_w \cdot (h_1 + h_r)}{2} \cdot \frac{t}{2}$
	G'_k	=	charakteristischer Wert der Gewichtskraft unter Auftrieb des durchströmten Körpers
	γ_H	=	Teilsicherheitsbeiwert für die Strömungskraft im Grenzzustand G_Z 1A nach DIN 1054, Tab. 2
	$\gamma_{G,Stb}$	=	Teilsicherheitsbeiwert für günstige ständige Einwirkungen im Grenzzustand GZ 1A nach DIN 1054, Tab. 2
	G_Z	=	geotechnischer Grenzzustand
	γ_w	=	Wichte des Wassers
	t	=	Einbindetiefe des Bauwerks auf der Wasser zugeneigten Seite
	h_r	=	wirksame Potenzialdifferenz am Wandfußpunkt (Differenz der Standrohrspiegelhöhe am Spundwandfuß gegenüber der Unterwasserspiegelhöhe)
	h_1	=	wirksame Potenzialdifferenz an der dem Wandfuß gegenüberliegenden Begrenzung des Grundbruchkörpers

Für den Nachweis gegen Böschungsbruch liefert die DIN 4084: 2009 mit dem lamellenfreien Verfahren nach Fröhlich (Gleichung (9)) eine ausreichende Bemessungsvorgabe. Hierbei wird ein Gleitkreis angenommen, der bei Überschreitung des Erdwiderstandes durch die Belastung resultiert und den Böschungsbruch beschreibt (vgl. Abb. 11).

$$\mu = \frac{E_M}{R_M} = \frac{F \cdot e_1}{R_\varphi \cdot r_\varphi + F_C \cdot r_C} = \frac{F \cdot e_1}{Q \cdot \sin \varphi \cdot r_\varphi + F_C \cdot r_C} \leq 1,0 \quad (9)$$

mit:	F	=	Resultierende Bemessungskraft aller einwirkenden Lasten
	e_1	=	Abstand vom Kreismittelpunkt und dem Winkel ω zwischen der Wirkungslinie von F und der Winkelhalbierenden des Gleitkreises
	Q	=	Reaktionskraft = $\sqrt{F^2 \cdot 2 \cdot F \cdot F_C \cdot \sin \omega + F_C^2}$
	F_C	=	Kohäsionskraft = $2 \cdot c \cdot r \cdot \sin \alpha_r$
	r_C	=	Hebelarm der Reibungskraft
	r_φ	=	Hebelarm der Kohäsionskraft
	r	=	Radius des Gleitkreises

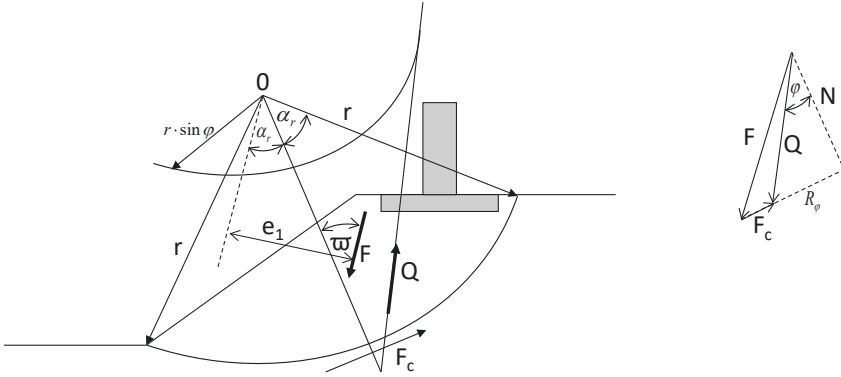


Abbildung 11: Gleitkreis des Böschungsbruchs (nach DIN 4048).

Gemäß der DIN 4017 (2006) wird der Grundbruchnachweis nach Gleichung (10) durchgeführt. Die Formel wird anhand Abb. 12 erläutert. Der einwirkenden Normalkraft aus Wasserdruck und Eigengewicht der Mauer steht ein Bodenwiderstand gegenüber. Dieser Widerstand ist abhängig von:

- dem Breitenglied, welches durch die Fundamentbreite des Bauwerkes beschrieben wird,
- dem Tiefenglied, welches durch die Einbindetiefe des Fundamentes charakterisiert wird und
- dem Kohäsionsglied, das durch die Parameter des Bodens unterhalb der Gründungssohle beeinflusst wird.

$$N_d \leq R_{n,d} \Leftrightarrow N_{G,k} \cdot \gamma_G + N_{Q,k} \cdot \gamma_Q \leq \frac{R_{n,d}}{\gamma_{Gr}}$$

$$R_{n,k} = a' \cdot b' \cdot (\gamma_2 \cdot b' \cdot N_b + \gamma_1 \cdot d \cdot N_d + c \cdot N_c) \quad (10)$$

mit: $N_b = N_{bo} \cdot v_b \cdot i_b \cdot \lambda_b \cdot \xi =$ Breitenglied

$N_d = N_{do} \cdot v_d \cdot i_d \cdot \lambda_d \cdot \xi_d =$ Tiefenglied

$N_c = N_{co} \cdot v_c \cdot i_c \cdot \lambda_c \cdot \xi_c =$ Kohäsionsglied

γ_i = Teilsicherheitsbeiwerte nach Tab. 2 der DIN 1054

N_d = Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft

a', b' = um den Einfluss der Exzentrizität abgeminderte Fundamentabmessungen ($b' \leq a'$)

γ_1 = Wichte des Bodens im Einbindebereich

γ_2 = Wichte des Bodens unterhalb des Fundamentes

d = Einbindetiefe des Fundamentes

c = Kohäsion

N_{i0} = Tragfähigkeitsbeiwerte (von Kohäsion abhängig)

v_i = Formbeiwert

i_i = Neigungsbeiwert

λ_i = Geländeneigungsbeiwert

ξ_i = Sohlneigungsbeiwert

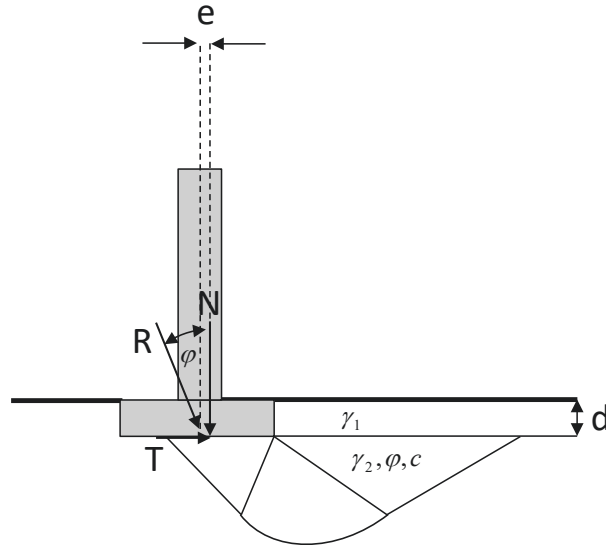


Abbildung 12: Grundbruchfigur (nach DIN 4017 2006).

Der Nachweis für eine ausreichende Deckschichtdicke basiert auf der DIN 19712 (1997).

Der geohydraulische Effekt des Pippings (auch rückschreitende Erosion oder Erosionsgrundbruch genannt) impliziert eine Bodenausspülung an der Gewässersohle infolge von Wasserströmung. Werden infolge des die Bauwerksgründung umströmenden Wassers Bodenteilchen nach oben aus dem Boden herausgelöst, bildet sich entgegen der Fließrichtung des Wassers eine kanalartige Röhre („pipe“), die sich in Richtung Oberwasser entlang der Stromlinien mit dem höchsten Gradienten fortpflanzt (EAU 2004). Um diesen Effekt zu untersuchen, kann Sellmeijer (1988) „On the mechanism of piping under impervious structures“ herangezogen werden. Jedoch schildert die EAU 2004 den Effekt des Pippings als eine Erscheinung, die für jedes Bauwerk separat, anhand seiner örtlichen Gegebenheiten, fachgerecht bewertet werden muss. Ein geeignetes allgemeines Bemessungsverfahren, welches die Wasserstandsunterschiede von Ober- und Unterwasser sowie die Beschaffenheit der Bodenverhältnisse berücksichtigt, gibt es bislang noch nicht. Jedoch kann bei bindigen Böden im Regelfall davon ausgegangen werden, dass kein Piping auftritt.

Ein Versagen durch Aufschwimmen als hydraulischer Versagensmechanismus muss hier ebenfalls in Betracht gezogen werden, da bei zu hohen vertikalen Auftriebslasten infolge Hochwassereinwirkung das Bauwerk seine Lagesicherheit verlieren kann. Die Gleichung (11) nach DIN 1054 (2010) stellt das Bemessungsverfahren dar.

$$G_{dst,k} \cdot \gamma_{G,dst} + Q_{dst,rep} \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{stb,k} \cdot \gamma_{G,stb} \cdot T_k \cdot \gamma_{G,stb} \quad (11)$$

- mit: $G_{dst,k}$ = charakteristischer Wert ständiger destabilisierender vertikaler Einwirkungen
 $\gamma_{G,dst}$ = Teilsicherheitsbeiwert für ständige destabilisierende Einwirkungen nach A 2.1 der DIN 1054 (2010)
 $Q_{dst,rep}$ = charakteristischer Wert der veränderlichen destabilisierenden vertikalen Lasten

$\gamma_{Q, dst}$	=	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche destabilisierende Einwirkungen nach Tab. A 2.1 der DIN 1054 (2010)
$G_{stb,k}$	=	unterer charakteristischer Wert stabilisierender ständiger vertikaler Einwirkungen des Bauwerks
$\gamma_{G, stb}$	=	Teilsicherheitsbeiwert für stabilisierende ständige Einwirkungen nach Tab. A 2.1 der DIN 1054 (2010)
T_k	=	zusätzlich als stabilisierende Einwirkung angesetzte charakteristische Scherkraft (z. B. Reibungskraft unterhalb der Bauwerkssohle)

Treibgutstoß kann mit dem Eintreten der Flutwelle in Zusammenhang gebracht werden. Fremdkörper im Wasser stellen eine Einzellast dar, welche nach Teil 1 der DIN 1045: 2008 bzw. nach Heft 525 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DafStb 2003) mit 100 kN auf Betonwände angesetzt werden darf (Freie und Hansestadt Hamburg 2007).

Belastungen infolge Eisdruck, Verkehrslast, Fahrzeuganprall, Poller- und Schuttenhalterzug werden als Versagensindikatoren vernachlässigt, da diese in keinem Zusammenhang mit Hochwassereinwirkungen stehen, sondern lediglich wasserstandunabhängige Einwirkungen darstellen, die im Allgemeinfall vermieden werden müssen.

3 Zuverlässigkeitsanalyse

3.1 Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit

Grundsätzlich gibt es drei Ansätze zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit eines Bauwerks:

- Die statistische Analyse,
- die Expertenschätzung und
- die modellbasierte probabilistische Analyse.

Die statistische Analyse erweist sich im Rahmen der Zuverlässigkeitsanalyse von Bauwerken der Küstenschutzlinie als eingeschränkt durchführbar. Grund dafür ist eine zu geringe Datenmenge, resultierend aus der Seltenheit des Auftretens von Versagensereignissen bei Küstenschutzbauwerken. Das zweite Verfahren der Expertenschätzung basiert auf der Einschätzung der Bauwerkszuverlässigkeit durch Fachleute, die Erfahrung mit dem zu analysierenden Bauwerk haben und eine entsprechende fachliche Qualifikation aufweisen. Dieser Ansatz wird angewendet, wenn kein Datenmaterial oder keine Modellverfahren zur Verfügung stehen (Merz 2006). Das abschließende dritte Verfahren, die modellbasierte probabilistische Analyse, kann in drei grundlegende Schritte unterteilt werden:

- Aufbau eines deterministischen Modells, abgeleitet aus einer Systemanalyse des Bauwerkstyps zur Modellierung des Versagensereignisses,
- Ermittlung der Verteilungsfunktionen mit ihren parametrischen Kenngrößen der Modelleingangsgrößen für ein Hochwasserschutzbauwerk und
- Berechnung der Eintrittswahrscheinlichkeit eines Versagensereignisses am Modell des Bauwerkstyps mit gegebenen Verteilungsfunktionen der Eingangsgrößen.

Erster Schritt in der modellbasierten probabilistischen Analyse ist eine strukturierte Erfassung der Ereignisse, die zu dem Hauptereignis – in diesem Fall dem Versagensereignis eines Hochwasserschutzbauwerks – führt. Die Fehlerbaumanalyse (Hartford und Baecher

2004; DIN 25424 1981) kann diesen Analyseschritt als graphisches Werkzeug strukturiert und übersichtlich unterstützen. Nach der Festlegung der versagensrelevanten Ereignisse in der Fehlerbaumanalyse gilt es, die Prozesse, die zu diesen Ereignissen führen, basierend auf physikalischen oder empirischen Gesetzmäßigkeiten modellhaft zu beschreiben. Die Ergebnisse dieser Prozesse gehen in die so genannten Versagensmechanismen des Systems ein. Allgemein mathematisch beschrieben werden die Versagensmechanismen durch die Grenzzustandsgleichung $Z(W, E)$. Diese vergleicht die Einwirkung E auf ein Bauwerk mit dem bauwerksspezifischen Widerstand W :

$$Z(W, E) = W - E \quad (12)$$

Sind die Einwirkungen E größer als der Widerstand W , wodurch $Z(W, E)$ kleiner null gilt, so versagt das Bauwerk (Gleichung 13).

$$Z(W, E) < 0 \Rightarrow \text{Bauwerksversagen} \quad (13)$$

Die Eingangsgrößen der Modelle charakterisieren dann eine individuelle Realisierung eines Bauwerks. Zu den Eingangsgrößen auf der Einwirkungsseite gehören bauwerksbelastende Größen wie Wasserstände oder Windgeschwindigkeiten. Die widerstandsrelevanten Größen fassen geometrische und materialspezifische Eigenschaften des Bauwerks zusammen. Ausgehend von dem definierten Hauptereignis bis hin zu den Eingangsgrößen nimmt der Detaillierungsgrad in der Modellbildung zu (Abb. 20).

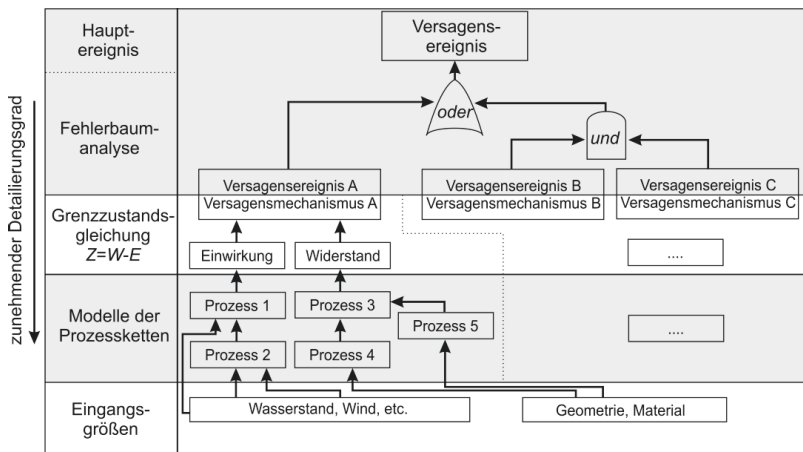


Abbildung 20: Modellhafte Beschreibung eines Versagensereignisses.

Die Modellbildung folgt rein deterministischen Gesetzmäßigkeiten. Eigentliches Ziel der Zuverlässigkeitsanalyse ist jedoch die Bestimmung der Eintrittswahrscheinlichkeit eines Versagensereignisses. Um dies zu erreichen, werden die Eingangsdaten als Zufallsgrößen im Modell abgebildet. Ihre Verteilungsfunktionen, charakterisiert durch Verteilungstyp und entsprechende parametrische Kenngrößen wie z. B. Erwartungswert und Standardabweichung, berücksichtigen die natürliche Variabilität (aleatorisch) und epistemische Unsicherheiten der jeweiligen Eingangsgröße.

Der letzte Schritt in einer modellbasierten probabilistischen Analyse besteht darin, die Fortpflanzung der Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Eingangsgrößen durch das

modellierte System bis hin zur Auftretenswahrscheinlichkeit des definierten Versagensereignisses zu berechnen (Merz 2006). Dazu sind nach CUR 141 (1990) drei abgestufte Ansätze anwendbar:

- Modellbasierte, deterministische Analyse nach den Level-I-Verfahren: Diese Verfahren stellen einen Sonderfall dar. Die Eingangsgrößen werden als deterministische Größen und nicht als Zufallsgrößen abgebildet. Die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Versagensereignisses ist dann entweder eins – das sichere Ereignis, das in jedem Fall bei der vorgegebenen Konstellation der Eingangsgrößen eintritt – oder null, d. h. das unmögliche Ereignis, das bei der vorgegebenen Konstellation der Eingangsgrößen nie eintritt. Es handelt sich um eine deterministische Analyse. Über die Größe der zusammengefassten Einwirkungen bzw. Widerstände kann eine Bauwerksauslastung bzw. ein Sicherheitsfaktor berechnet werden.
- Modellbasierte, probabilistische Analyse nach den Level-II-Verfahren: Diese Gruppe fasst approximative Verfahren zur Berechnung der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Ereignisses zusammen. Die FORM-Methode (First Order Reliability Method) oder die SORM-Methode (Second Order Reliability Method) gehören zu den Level-II-Verfahren. Approximationen beziehen sich beispielsweise auf eine Linearisierung der Grenzzustandsgleichung durch eine Taylor-Reihenapproximation oder auf die Annahme von normalverteilten Wahrscheinlichkeitsdichten der Eingangsgrößen.
- Modellbasierte, probabilistische Analyse nach den Level-III-Verfahren: Eine Betrachtung der kompletten Wahrscheinlichkeitsdichten der Eingangsgrößen ohne Vereinfachungen findet statt. Zu diesen Verfahren zählt beispielsweise die direkte analytische Integration oder eine numerische Integration mit Hilfe der Monte-Carlo-Analyse.

3.2 Die Einwirkungsversagensfunktion

Das Konzept der Einwirkungs-Versagensfunktion ist im Rahmen der Zuverlässigkeitsanalyse von Ingenieurbauwerken entwickelt worden (Casciati und Faravelli 1991). Dawson et al. (2005) oder Van der Meer et al. (2009) wenden sie bei der Zuverlässigkeitsanalyse von Küstenschutzbauwerken wie Deichen oder Hochwasserschutzmauern an.

Die Einwirkungs-Versagensfunktion $Frc(x)$ fasst die Zuverlässigkeit eines Bauwerkes in Abhängigkeit einer definierten Einwirkungsgröße zusammen (Hall et al. 2004). Im gegebenen Kontext wird der Wasserstand am Bauwerk als einwirkende Größe definiert. Sie stellt die bedingte Eintrittswahrscheinlichkeit eines Versagensereignisses $P(\text{Versagen}|\text{Einwirkung}) [-]$ auf der Abszisse in Abhängigkeit des Wasserstandes b [m] auf der Ordinate dar (Abb. 21).

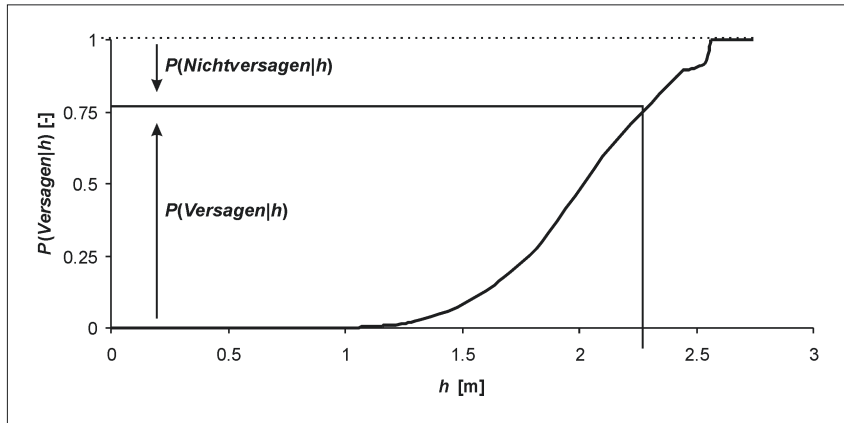


Abbildung 21: Einwirkungs-Versagensfunktion $Frc(h)$.

Die bedingte Eintrittswahrscheinlichkeit eines Nichtversagensereignisses (Komplementärereignis) berechnet sich dementsprechend zu:

$$P(\text{Nichtversagen}|h) = 1 - P(\text{Versagen}|h) \quad (14)$$

Die Einwirkungs-Versagensfunktion beginnt im Ursprung – eine Einwirkung von null hat somit eine Versagenswahrscheinlichkeit von null zur Folge – und nähert sich bei steigenden Einwirkungen einer Versagenswahrscheinlichkeit von eins an. Die Kurve ist monoton steigend. Wird eine Versagenswahrscheinlichkeit von eins erreicht, versagt das Bauwerk in jedem Fall.

3.3 Berechnungsverfahren

Im Rahmen der Zuverlässigkeitsanalyse des Entscheidungsunterstützungssystems ProMaIDes wird auf die Monte-Carlo-Analyse als Level-III-Verfahren zurückgegriffen (CUR 141 1990). Sie zeichnet sich durch ihre Robustheit sowie die Möglichkeit, auch komplexe Versagensmechanismen ohne Vereinfachungen abbilden zu können, aus.

Zur Berechnung diskreter Stützstellen der Einwirkungs-Versagensfunktion ist die Monte-Carlo-Analyse mehrfach durchzuführen (Bachmann et al. 2009). Pro Monte-Carlo-Analyse wird ein diskreter Punkt der Einwirkungs-Versagensfunktion berechnet, wobei der auf das Bauwerk einwirkende Wasserstand h_i [m] als deterministische Größe modelliert wird. Das Ergebnis der Monte-Carlo-Analyse ist die zu diesem Wasserstand zugehörige bedingte Versagenswahrscheinlichkeit $P(V|h_i)$ [-] (Abb. 22).

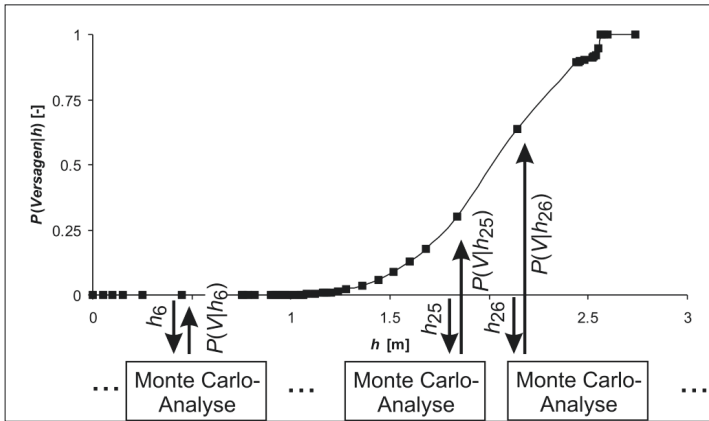


Abbildung 22: Berechnung diskreter Punkte (Quadrate) der Einwirkungs-Versagensfunktion mit der Monte-Carlo-Analyse.

Des Weiteren ist die Vorgabe von diskreten Werten der Einwirkungs-Versagensfunktion für ein Bauwerk über eine Dialog-Komponente berücksichtigt. Durch Experten geschätzte Versagenswahrscheinlichkeiten für Bauwerke, für welche keine modellbasierte probabilistische Analyse zur Verfügung steht, können so an das System übergeben werden.

4 Schriftenverzeichnis

- Bachmann, D.; Huber, N. P.; Schüttrumpf, H.: Fragility Curve Calculation for Technical Flood Protection Measures by the Monte Carlo Analysis. In: Samuels et al. (Hrsg.): Flood Risk Management: Research and Practice. London (GB), Taylor & Francis Group, 120, ISBN 978-0-415-48507-4, 2009.
- Bachmann, D.: Beitrag zur Entwicklung eines Entscheidungsunterstützungssystems zur Bewertung und Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen. Dissertation. RWTH Aachen, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, 2012
- Bernitt, L.; Lynett, P.: Breaching of Sea Dikes, Proceedings of 32nd Conference on Coastal Engineering, ICCE 2010, Shanghai, China, 2010.
- Bernitt, L.; Madsen, H. T.: Temporal Development of a Sea Dike Breach, Proceedings of 31th International Conference on Coastal Engineering, ICCE 2008, Hamburg, ASCE, 3237-3249.
- Braaker, H.; Ollroge, D.: Der Sturmflutschutz im Hafen Hamburg nach der Sturmflut vom 3. Januar 1976 – III: Konstruktion und Ausführungsbeispiele des privaten Hochwasserschutzes. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, 37. Band. Berlin u. a., Springer, 267-321, ISBN 3-540-10042-3, 1980.
- BSU Hamburg: Hochwasserschutz Tore in der Öffentlichen Hamburger Deichlinie, o. J..
- BWK: Merkblatt: Mobile Hochwasserschutzsysteme – Grundlagen für Planung und Einsatz. ISBN 3-936015-19-8, 2005.
- Casciati, F.; Faravelli, L.: Fragility Analysis of Complex Structural Systems, West Sussex (GB), John Wiley & Sons Inc., ISBN 0-86380-114-5, 1991.
- CUR 141: Probabilistic Design of Flood Defences, Gouda (NL): Stichting Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, ISBN 90-376-0009-3, 1990.

- Dawson, R.; Hall, J.; Sayers, P.; Bates, P. D.; Rosu, C.: Sampling-based flood risk analysis for fluvial dike systems. *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 19, 388-402, ISSN 1436-3240, 2005.
- DIN 1054: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. 2010.
- DIN 4017: Baugrund – Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen. 2006.
- DIN 4054: Verkehrswasserbau – Begriffe. 1977.
- DIN 19712: Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern (Entwurf). 1997.
- DIN 25424: Fehlerbaumanalyse. 1981.
- EAU: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Uferbefestigungen“ Häfen und Wasserstraßen EAU 2004. Ernst & Sohn-Verlag, 10. Auflage, ISBN: 978-3433028520, 2004.
- Hall, J.; Dawson, R.; Sayers, P.; Rosu, C.; Chatterton, J. U.; Deakin, R.: A methodology for national-scale flood risk assessment. *Water & Maritime Engineering*, 156, WM3, 235-247, ISSN 1472-4561, 2004.
- Freie und Hansestadt Hamburg: Richtlinie Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwälle, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der Freien und Hansestadt Hamburg, 2007.
<http://www.fphws.de/downloads/formulare/RichtlinieBerechnungsgrundsätze.pdf>; [Letzter Zugriff am 30.06.2011].
- Hartford, D. N. N.; Baecher, G. B.: Risk and Uncertainty in Dam Safety, London (UK), Thomas Telford Ltd, ISBN 0 72773270 6, 2004.
- Heinsohn; Kramer; Krause; Luck; Meyer-Toelle; Müller: Erfahrungen und Folgerungen aus den Januarsturmfluten 1976 für den Küstenschutz in Niedersachsen, *Die Küste*, 33, 1-70, 1979.
- Horlacher, H.-B.; Heyer, T.; Bielagk, U.: Forschungsbericht 2005/09 – Analyse der Deichbrüche an Elbe und Mulde während des Hochwassers 2002 im Bereich Sachsen. Technische Universität Dresden, 2005.
- IPET: Attachment A – Plots Showing Damage to New Orleans East Back Levee. Volume V The Performance – Levees and Floodwalls – Technical Appendix (preliminary report). Interagency Performance Evaluation Task Force (IPET), 2006a.
- IPET: Attachment B – Plots Showing Damage to Chalmette Levee. Volume V The Performance – Levees and Floodwalls – Technical Appendix (preliminary report). Interagency Performance Evaluation Task Force (IPET), 2006b.
- Kolb, A.; Otremba, E.; Brünger, W.: Sturmflut 16. Februar 1962. *Hamburger Geographische Studien*, 16, 1962.
- Kortenhaus, A.; Buijs, F.; Markau, H.-J.; Reeser, S.; Geisenhainer, P.; Schanze, J.; Bakonyi, P.; Jiménez, J.; Borga, M.: Description of flood defence structures for pilot sites; FLOODsite, 2006.
http://floodsite.net/html/partner_area/search_results3b.asp?docID=40 [letzter Zugriff am 30.06.2011].
- Köngeter, J.: Mobiler Hochwasserschutz – Generallösung oder Kinderspiel. *Vorsorgen der Hochwasserschutz – 14. Wasserbauseminar an der Universität Essen*, ISSN 0947-0921, 2002.
- Kramer, J.; Liese, R.; Lüders, K.: Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 im niedersächsischen Küstengebiet, *Die Küste*, 10, 1, 1962.

- Kramer, J.: Sturmflut 1962 – Sturmfluten und Küstenschutz zwischen Ems und Weser, 1968.
- Kramer, J.; Krause, G.; Luck, G.: Erfahrungen aus den Sturmfluten vom November/Dezember 1973 und Folgerungen für die niedersächsischen Küstenschutzwerke, Die Küste, 29, 1976.
- Kramer, H.: Niedersachsen Ports GmbH & Co. KG, Niederlassung Emden; Auskunft per Email am 24.Juni 2011.
- Merz, B.: Hochwasserrisiken - Grenzen und Möglichkeiten der Risikoabschätzung, Stuttgart, Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, ISBN 3-510-65220-7, 2006.
- Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten: Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 an der Schleswig-Holsteinischen Westküste, Die Küste, 10, 1, 1962.
- Ohlig, J.: Ostfriesland im Schutze des Deiches. Beiträge zur Kultur- und Wirtschaftsgeschichte des ostfriesischen Küstenlandes. Band 1, 1969.
- Petersen, M.: Wiederherstellung der Deichsicherheit an der deutschen Nordseeküste von der Elbe bis zur dänischen Grenze. Wasser und Boden, H.2, 1957.
- Prügel, H.: Die Sturmflutschäden an der schleswig-holsteinischen Westküste in ihrer meteorologischen und morphologischen Abhängigkeit. Schriften des geographischen Instituts der Universität Kiel, Berlin, 11, 3, 1942.
- Roelse, P.; Bakker, W. T.: Statistical Investigation On Dike Failure. Proceedings of 20th Conference on Coastal Engineering, ICCE 1986, Taipei, Taiwan.
- Sellmeijer, J. B.: On the mechanism of piping under impervious structure. Dissertation, Technische Universität Delft, 1988.
- Sowa, W.: Hochwasserschutz – Vermeidung von Schäden durch mobile Schutzsysteme – Eine techno-ökonomische Analyse. Hamburg, Diplomica Verlag, ISBN 978-3-8366-8412, 2010.
- StAWA Lüneburg: Praktische Anleitung für die Deichverteidigung. 3. Auflage, Lüneburg, 1989.
- Van der Meer, J. W.; L A Ter Horst, W.; H Van Velzen, E.: Calculation of fragility curves for flood defence assets. In: Samuels et al.: Flood Risk Management: Research and Practice, London (GB), Taylor & Francis Group, ISBN 978-0-415-48507-4, 2009.
- Wohlenberg, E.: Der Deichbruch des Ülvesbüller Kooges in der Februar-Sturmflut 1962 - Versalzung - Übersandung – Rekultivierung, Die Küste, 11, 1963.
- Zitscher, F.-F.: Schadensursachen an Küstenschutzanlagen herkömmlicher Art während der Sturmflut vom 3.1.1976 an der schleswig-holsteinischen Westküste. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Technischen Universität Hannover, Band 47, 1978.
- Zitscher, F.-F.; Scherenberg, R.; Carow, U.: Die Sturmflut vom 3. und 21. Januar 1976 an den Küsten Schleswig-Holsteins, Die Küste, 33, 1979.